

RENFORCEMENT PAR GÉOSYNTHÉTIQUE SUR CAVITES POTENTIELLES : EXEMPLE DE LA DEVIATION SUD-OUEST DE MEAUX (77)

REINFORCEMENT WITH GEOSYNTHETIC OVER PROBABLE SINKHOLES: EXAMPLE OF SOUTHWEST MEAUX BYPASS

Jean-Claude BLIVET¹, Patrick GARCIN², Alain HIRSCHAUER³, Alain NANCEY⁴, Pascal VILLARD⁵

¹ Ingénieur, expert géotechnicien

² Scétauroute DGM

³ LRPC Est parisien

⁴ Bidim Geosynthetics

⁵ Université de Grenoble

RÉSUMÉ – La déviation sud-ouest de Meaux se situe, en partie, dans des zones d'anciennes carrières de gypse. Les reconnaissances détaillées ainsi que les traitements préventifs de ces carrières par comblements et injections laissent malgré tout subsister un risque d'effondrement et de remontée de fontis. Le maître d'œuvre a donc décidé de renforcer la base de la structure des chaussées par un géosynthétique dont la fonction est de limiter fortement la déformation en surface dans le cas d'un effondrement. Après avoir présenté les reconnaissances préalables et les travaux de comblement réalisés, sont exposés les démarches de dimensionnement ainsi que le produit géosynthétique proposé.

Mots-clés : Effondrement localisé – cavité souterraine – renforcement – géosynthétique – dimensionnement.

ABSTRACT – The southwest Meaux bypass is, partly, in zones of old gypsum quarries. The detailed investigations as well as the preventive treatments of these quarries by fillings and grouting let remained, despite everything, a risk of collapse. It had been decided to reinforce the base of the structure of the roadways with a geosynthetic whose function is to strongly limit the surface deformation in the case of collapse. After having presented the preliminary investigations and the work of filling, the steps of design and the proposed geosynthetic product are related in detail.

Keywords: Localised sinkhole – underground cavity – reinforcement – geosynthetic – design.

1. Introduction

Le sous-sol recèle parfois des cavités. Celles-ci proviennent soit de l'histoire géologique du terrain (cavités naturelles comme les karsts) soit de l'activité humaine (carrières et mines souterraines). Ces cavités peuvent provoquer des effondrements remontant jusqu'à la surface du sol. Si des infrastructures (routes, voies ferrées, aménagements divers) doivent être réalisées dans de telles zones, la sécurité des usagers risque d'être compromise. La géologie et la connaissance locale des anciennes activités souterraines permettent une localisation de ces zones. Une reconnaissance détaillée s'impose, elle permet alors un comblement des cavités à risque reconnues. Cependant cette démarche spécifique possède ses propres limites : la reconnaissance n'est jamais exhaustive et le comblement ne peut être parfait ; souvent un risque potentiel d'effondrement localisé subsiste. Depuis quelques années, une solution de renforcement par géosynthétique permet, dans certains cas, de limiter les conséquences d'un effondrement localisé.

Le géosynthétique de renfort (voir figure 1a) est placé à la base des plates-formes (remblai, structure de chaussée, etc.) et, si un effondrement localisé se produit, le géosynthétique se met en tension (voir figure 1b) ; les déformations en surface sont contenues et limitées à des valeurs qui permettent une viabilité de la structure jusqu'à une intervention pour une réparation définitive. Le domaine d'application d'une telle solution correspond à des cavités potentielles ayant en surface un diamètre limité à quelques mètres (les efforts dans la nappe de géosynthétique sont approximativement proportionnels au carré du diamètre de la cavité dont il faut se protéger). Lors de l'effondrement du matériau situé sur le géosynthétique, la dilatance, notée par le coefficient de foisonnement F_c , conduit à un déplacement en surface d_s inférieur à la flèche d_m du géosynthétique.

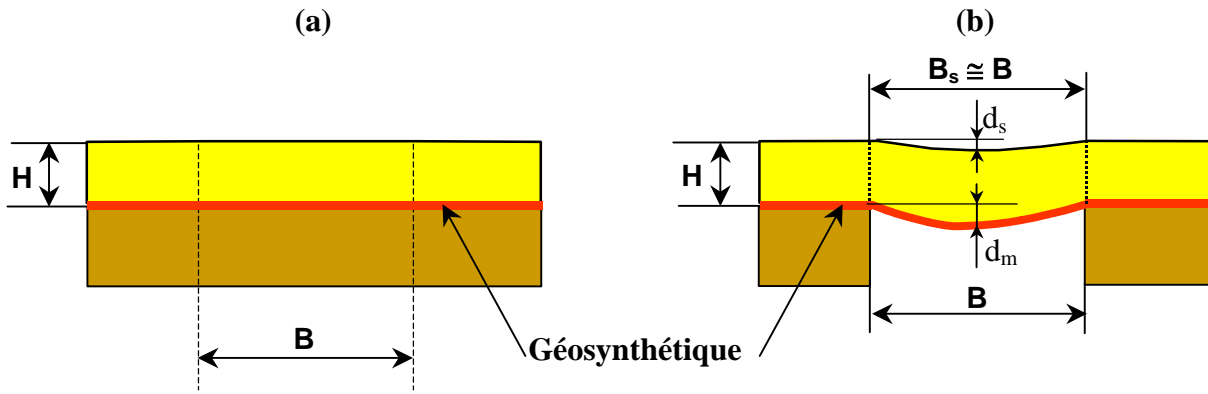


Figure 1. Action du géosynthétique de renforcement : H = hauteur de la plate-forme à protéger, B = diamètre de la cavité, B_s = diamètre la flache en surface, d_m = flèche du géosynthétique, d_s = déformation en surface.

2. Reconnaissances et travaux de comblement

La déviation sud ouest de Meaux constitue l'un des tronçons routiers qui permettra à l'usager l'évitement de l'agglomération meldeoise ; longue de 6 km, elle permettra une liaison entre la RN3 et l'A4 via l'A140. Elle comprend 2 x 2 voies élargissables à 2 x 3 voies. La maîtrise d'œuvre de l'essentiel du tronçon est assurée par la DDE 77.

2.1 Les carrières de gypse

La partie est du projet est concernée par la présence d'exploitations affectant la deuxième masse de gypse (figure 2). Cette masse a été exploitée en souterrain, selon la méthode des chambres et piliers tournés, à partir du versant est mais également à l'aide de puits creusés sur le plateau. Il en résulte un réseau dense de galeries situées de 25 m à 50 m de profondeur et qui a fait l'objet de cartographies.

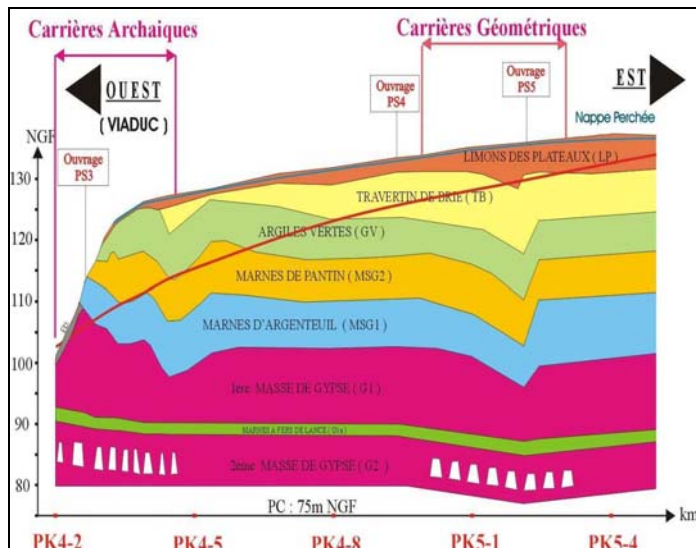


Figure 2. Profil en long des zones de carrières de gypse.

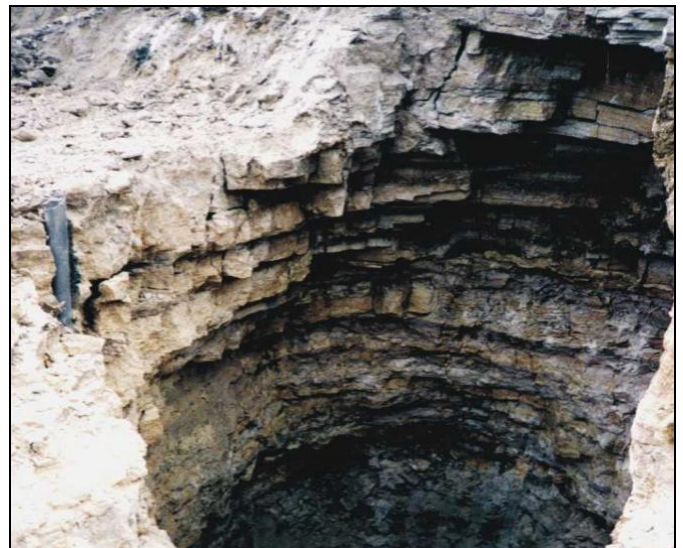


Figure 3. Remontée d'un fontis en surface et forage préalable d'injection (à gauche).

Deux générations de carrières sont à observer (figure 2) :

- les carrières "archaïques" (XIX^e siècle), situées sur le versant, percées sans plan apparent et ayant des piliers de formes diverses (taux de défrètement "moyen" de 75%). Leur hauteur est évaluée à 1,80 m. Au niveau du projet, elles ne concernent que le versant est (profondeur 15 à 30 m) ;
- les carrières "géométriques", situées sur le plateau, plus récentes (début du XX^e siècle) leur traçage a été réalisé à l'aide de galeries rectilignes à partir desquelles des chambres d'exploitation

"en échelons" ont été creusées (hauteur 3,50 m environ ; profondeur 40 à 55 m). Leur toit éboulé n'a pas permis de les explorer lors des études du projet.

2.2 Incidences sur le projet

L'étude de faisabilité réalisée à partir d'un nombre limité de sondages (15 forages destructifs avec mesure de la radio activité naturelle) a cependant permis de dégager les conclusions principales :

- les carrières archaïques dont le toit est situé vers 15 m de profondeur, recouvertes par une première masse fracturée et karstique, apparaissent particulièrement dangereuses comme en témoignent les nombreux fontis relevés sur le site. Il convenait non seulement de les combler gravitairement à l'aide de mortier mis en œuvre dans des forages mais, dans la mesure où la probabilité de forer en dehors des fontis était loin d'être nulle (figure 3), il apparaissait nécessaire de mettre en œuvre, sous la chaussée, *un géosynthétique de renforcement*, "parachute" qui en cas de remontée de fontis garantit la sécurité à l'usager.
- les carrières géométriques se présentent sous des auspices plus favorables :
 - importante couverture de gypse première masse (15 m) en bon état,
 - plans d'exploitation fiables,
 - grande profondeur entre la ligne rouge du projet et le toit des galeries (plus de 40 m).

Le comblement des galeries a été proposé uniquement au droit de certains appuis superficiels des ouvrages d'art PS 4 et PS 5, ainsi que pour la partie de la bretelle C à construire sur des galeries dont l'exploitation a été menée à son terme (taux de défrèvement de 75%). Au niveau des autres zones de carrières, seule la mise en place d'un géosynthétique de renforcement a été envisagée (zonage en figure 4).

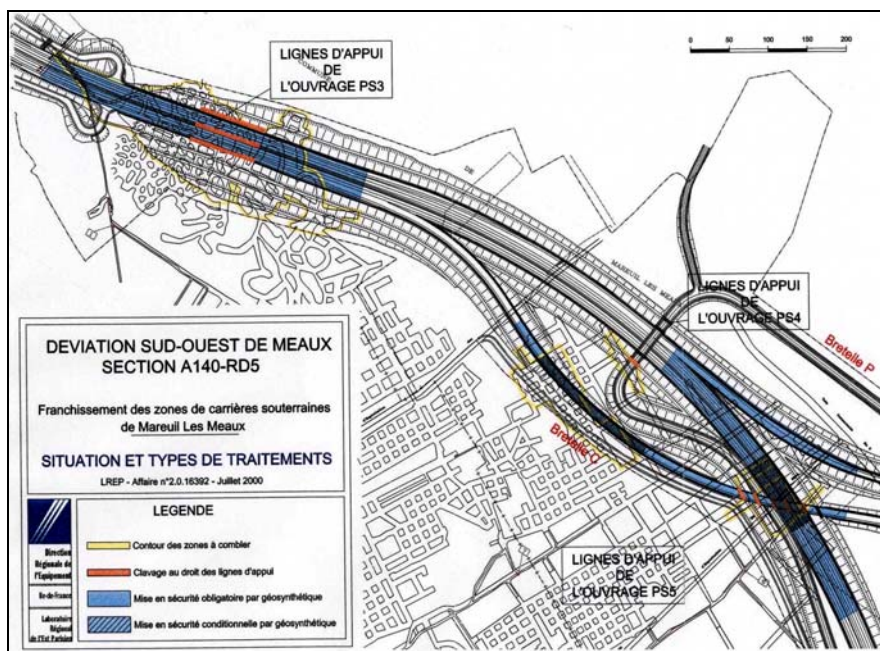


Figure 4. Zonage des travaux de comblement et de renforcement par géosynthétique.

2.3 Comblement des carrières souterraines

L'étude du projet géotechnique envisageait, dans la zone archaïque, une maille de forages 10x10 m au droit de la plate-forme et 15x15m au niveau des talus en tenant compte, toutefois, de la position des piliers issue du plan d'origine bibliographique. En ce qui concerne les exploitations géométriques, mieux définies, la maille de forage a été fixée par rapport aux plans. Différents types de mortier et coulis ont été mis en œuvre (près de 50 000 m³ au total) :

- coulis de cendres volantes-ciment (pour un m³ : ciment CEM III 75 kg, cendres 800 kg et 590 l d'eau)
- mortier de sable ciment (ciment CLK 120 kg, sable fin 120 kg, bentonite 25 kg et 600 l d'eau)
- les galeries se prolongeant au-delà de l'emprise, un coulis additionné de silicate de soude a été utilisé pour constituer des barrages (coulis à prise rapide, doté d'un "angle de talus" de 45 °).

L'analyse des paramètres de forages a souligné la fracturation de la première masse de gypse et la présence de zones effondrées que le comblement gravitaire ne pouvait prétendre stabiliser. La mise en place d'un géosynthétique de renforcement s'avérait nécessaire dans la zone où la ligne rouge est proche de la première masse de gypse, la mise en place d'un *géofilm* sur la plate-forme et sous l'assainissement est également prévue afin supprimer les risques de dissolution par les eaux pluviales.

Les forages enregistrés ont permis de mettre en évidence l'état des horizons sus-jacents ; l'effondrement du toit des galeries n'a entraîné que l'affaissement des marnes à fers de lance et il subsistait l'épaisse première masse de gypse -plus marneuse qu'à l'ouest - particulièrement massive. Après le comblement des galeries au droit des appuis du PS 4 et PS 5, il n'a pas semblé nécessaire ni de réaliser une injection sous pression au droit des appuis, ni de mettre en œuvre un géosynthétique de renforcement dans ces zones traitées. Par contre, par sécurité, les zones de carrières non traitées seront protégées par ce procédé. La surface à traiter par géosynthétique est d'environ 30 000 m².

3. Dimensionnement

La structure de la chaussée de 1,10 mètre d'épaisseur se décompose comme suit :

- 47,5 cm de chaussée (GB + BB) avec $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$,
- 35 cm de couche de forme constituée de limons traités à 2 % chaux et 6 % ciment ($c = 50 \text{ kPa}$ et $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$),
- 27,5 cm de PST de limons traités à 2 % de chaux ($c = 30 \text{ kPa}$, $\varphi = 30^\circ$ et $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$),
- sol support traité à la chaux en arase.

Le renforcement de la plate-forme par géosynthétique doit respecter les conditions suivantes :

- le diamètre des cavités potentielles est de 2 m,
- la flèche de la chaussée en surface d_s , sous son seul poids propre, ne doit pas excéder 10 cm,
- les coefficients de sécurité partiels suivants sont à respecter :
 - $F_{\text{comp}} = 1,1$ (coefficient lié à la mise en œuvre des géotextiles)
 - $F_{\text{env}} = 1,05$ (coefficient lié à l'environnement physico-chimique des géotextiles)
 - $F_{\text{géo}} = 1,2$ (coefficient sur l'emploi des géotextiles)
 - $F_{\text{flu}} = 1,54$ (coefficient lié au fluage des câbles d'aramide pour une durée de service de 1 an)
 - soit un coefficient de sécurité global $F = 1,1 \times 1,05 \times 1,2 \times 1,54 = 2,13$
- la résistance ultime doit être appréciée sous la charge propre de la structure additionnée du poids d'un demi-essieu de 13 tonnes,
- le polymère utilisé doit résister aux conditions physico-chimiques du sol avec lequel il est en contact (sols traités à la chaux et/ou ciment, avec un pH = 11). Ce point est solutionné par la mise en place de deux s PEHD de protection de part et d'autre du géosynthétique.

3.1 Méthode analytique

Suite aux expérimentations en vraie grandeur réalisées lors du chantier de la ligne à grande vitesse du TGV Méditerranée, une méthode de dimensionnement dite "RAFAEL" a été mise au point et validée (Blivet et al., 2001 ; Villard et al., 2002) ; cette méthode, appliquée au projet de Meaux avec les hypothèses : raideur du géosynthétique $J = 2\,900 \text{ kN/m}$, sol : $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$, a donné les résultats suivants :

- déplacement en surface $d_s = 10,5 \text{ cm}$ avec un foisonnement $F_c = 3\%$, $d_s = 16,5 \text{ cm}$ sans foisonnement,
- déformation maximale dans le géosynthétique $\epsilon_{\text{max}} = 1,8\%$
- tension de service dans le géosynthétique $T_{\text{max}} = 54 \text{ kN/m}$ sous le poids propre de la plate-forme et $T_{\text{max}} = 87 \text{ kN/m}$ plate-forme avec surcharge routière (les contraintes uniformes sur la membrane ont respectivement pour valeur $q = 17 \text{ kN/m}$ et $q = 33 \text{ kN/m}$).

Dans ces conditions, le produit proposé (cf.§4) est satisfaisant car :

- a. en petites déformations (sans surcharge) le rapport *Résistance en traction/Tension de service* est : $145/54 = 2,68$ ce qui supérieur au coefficient de sécurité global $F = 2,13$,
- b. en grandes déformations (avec surcharge) le rapport *Résistance en traction/Tension de service* est : $200/87 = 2,3$ ce qui supérieur au coefficient de sécurité global $F = 2,13$.

La validation expérimentale de cette méthode "RAFAEL" a été faite avec des matériaux de remblais pulvérulents ; ceux-ci ont conduit à une cinématique des déplacements de ces sols, lors de l'effondrement, schématisée par la figure 5(a). Dans ces conditions, la zone de rupture est un cylindre

droit de diamètre égal à celui de la cavité ; la contrainte q du sol sur le géosynthétique de renforcement est verticale et sensiblement uniforme ; le géosynthétique de renfort se déforme alors suivant une parabole de flèche d_m ; la dilatace du matériau lors de la rupture conduit à un déplacement du sol en surface d_s inférieur au déplacement d_m du géosynthétique, la différence est proportionnelle au coefficient de foisonnement du sol. Cependant, le matériau de la plate-forme de Meaux est un sol traité, sa rupture, s'il y a effondrement, sera plutôt du type fragile avec un bloc "solide" qui viendra s'appuyer tel un poinçon sur le géosynthétique avec une cinématique qui peut être schématisée par la figure 5(b). La contrainte q , exercée dans ce cas par le sol sur le géosynthétique, est non-uniforme, avec vraisemblablement une valeur nettement plus importante sur le pourtour de cavité qu'au centre. Pour évaluer l'incidence de cette hypothèse, deux nouvelles approches du dimensionnement ont été envisagées.

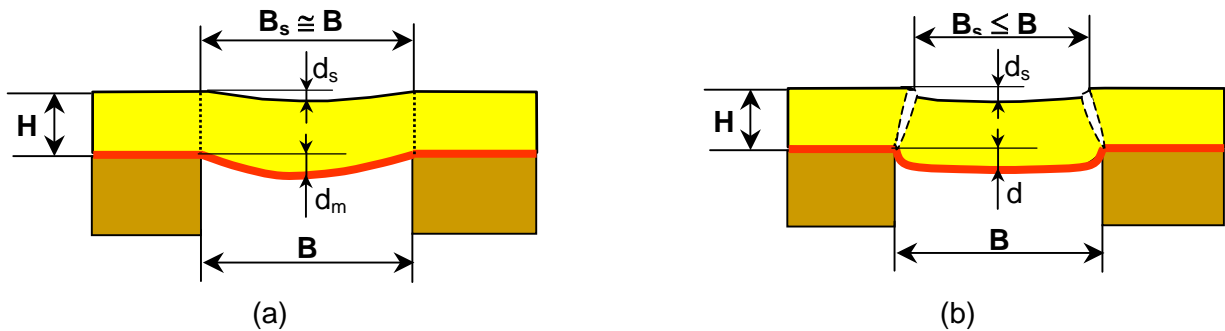


Figure 5. Cinématiques de l'effondrement : (a) matériau pulvérulent, hypothèse de la méthode analytique "RAFAEL", (b) matériau traité (rigide), correspondant aux conditions de Meaux.

3.2 Modélisation par un code spécifique de calcul aux éléments finis

Le mécanisme de rupture par poinçonnement d'un sol de remblai cohésif est très difficile à appréhender et les modèles numériques continus par éléments finis ont bien du mal à rendre compte de cette cinématique complexe mettant en jeu de la fracturation, de la fissuration et une forte déformation du sol notamment à sa périphérie. Une modélisation simplifiée a donc été engagée au Lirigm pour comprendre et analyser l'action que peut avoir une répartition de contraintes non uniforme sur la déformation en membrane du géosynthétique. En effet, lors de l'effondrement d'une masse de sol compact sur la nappe géosynthétique, on peut estimer que ce sol va prendre appuis sur la nappe en sa périphérie et y exercer une contrainte beaucoup plus importante qu'au centre. La répartition de contrainte retenue pour la phase de pré-dimensionnement est celle présentée sur la figure 6. La contrainte limite admissible pour le sol de remblai a été estimée à 110 kN/m^2 (résistance à la compression simple du sol traité). La somme des contraintes exercées sur la nappe correspond à la totalité de la charge du remblai et de la surcharge (dans le cas d'une répartition uniforme la contrainte est $q = 22,95 \text{ kN/m}$)

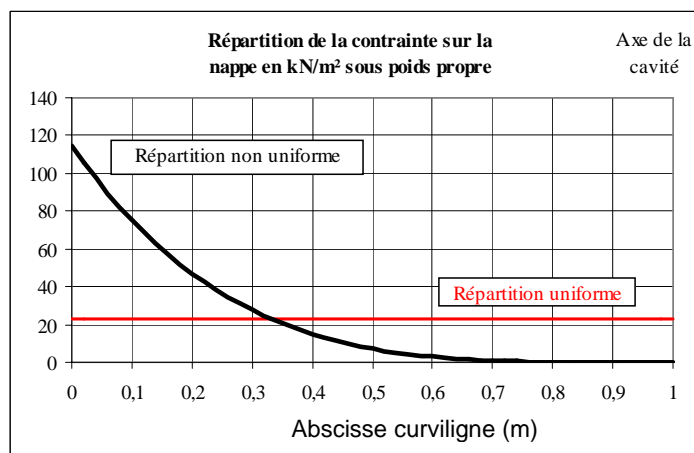


Figure 6. Répartition des contraintes sur la nappe de renfort. Répartition uniforme : hypothèse de la méthode "RAFAEL". Répartition non-uniforme : hypothèse Lirigm.

Un code de calcul par éléments finis a été utilisé pour cette étude (Villard et Giraud, 1998). Les spécificités du code utilisé résident dans la prise en considération de la structure fibreuse du

géosynthétique, des glissements et des frottements entre le sol et le géosynthétique dans les zones d'ancrage, et dans la réalisation de calcul en grands déplacements. L'action de la contrainte verticale non-uniforme agissant sur la nappe géosynthétique a été simulée par des forces verticales appliquées directement aux nœuds de la nappe (pas de modélisation du remblai). Les seules différences notables par rapport aux calculs RAFAEL sont la répartition des contraintes non-uniforme (qui conduit non pas à une déformation parabolique de la nappe mais à un aplatissement de la zone centrale compatible avec l'hypothèse d'un poinçonnement) ainsi que la prise en considération du glissement et des frottements dans la zone d'ancrage (qui conduisent à des déplacements plus importants du géosynthétique et une tension plus faible). Les principaux résultats obtenus (déformation du géosynthétique et tensions dans la nappe) sont présentés sur la figure 7.

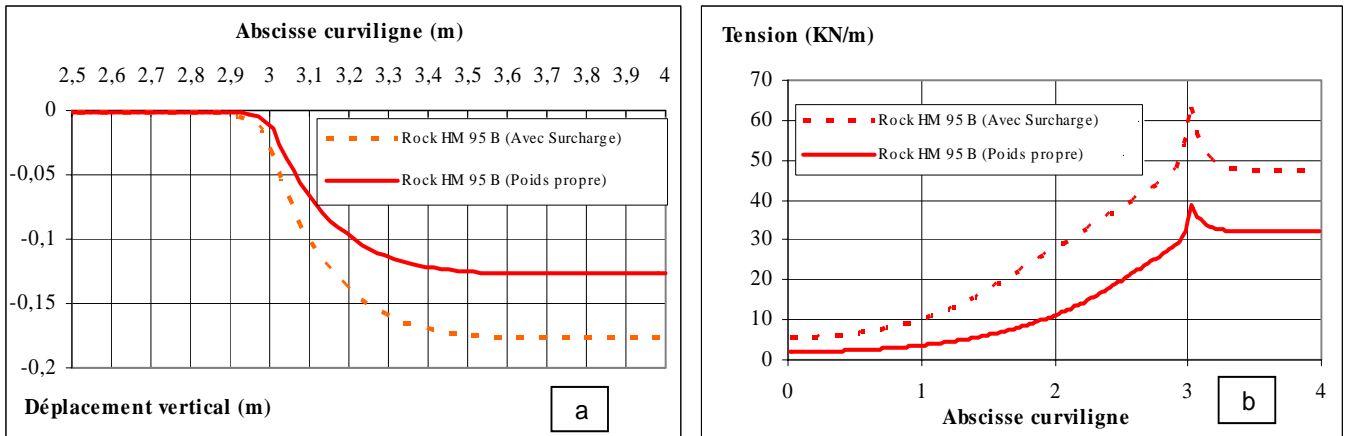


Figure 7. Répartition des déplacements (a) et des efforts (b) dans la nappe de renfort.

On constate sur cette figure, que sous poids propre, le déplacement du géosynthétique est d'environ 12 cm. Si l'on admet un coefficient de foisonnement du sol nul lors de l'effondrement suivant le mécanisme du poinçon adopté, on peut supposer obtenir en surface des déplacements équivalents. Sur la figure 7, on constate que la zone nécessaire à l'ancrage de la nappe est d'environ 2,5 m à 3 m et ce pour un angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique de 25° et que la tension maximale sous poids propre est d'environ 40 kN/m. A noter que le déplacement horizontal du géosynthétique en tête de la zone d'ancrage au droit de la cavité est d'environ 1 cm (soit une déformation de 1%).

3.3 Modélisation de l'ouvrage avec le logiciel éléments finis FLAC 2D

Scetauroute, Département Géotechnique et Matériaux, a conduit une modélisation numérique avec le logiciel d'éléments finis disponible FLAC 2D développé par la société ITASCA-Consultant afin d'effectuer le dimensionnement du géosynthétique prenant en compte la totalité de la structure : chaussée + géosynthétique + PST traitée.

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un programme de calcul numérique basé sur une application non traditionnelle de la méthode aux différences finies explicites. Cette méthode s'oppose à la description Eulérienne pour laquelle le matériau se définit par rapport à un maillage fixe et permet ainsi de façon rigoureuse et aisée de traiter les problèmes en grandes déformations.

Le géosynthétique est modélisé comme un élément structural (raideur axiale = 2900 kN/m) avec des interfaces présentant un comportement purement frottant (φ géosynthétique/sol = 25°).

Les différentes couches constituant la structure de la chaussée sont modélisées avec une loi de comportement élastoplastique. La cavité est modélisée par une excavation du sol support ("annulation" des éléments de sol sous la chaussée), ceci sur une largeur de 2 m. La surcharge routière est prise en compte par une charge répartie sur 0,35 m correspondant à un demi-essieu de 13 t, soit une sollicitation de 185,7 kPa appliquée sur une largeur de 0,35 m.

Le calcul numérique est réalisé selon trois phases successives :

- initialisation des contraintes sous le poids propre de toutes les couches de sol,
- génération de la cavité, ce qui revient à supprimer l'appui du sol support au droit de la cavité,
- application de la surcharge routière pour examiner son effet sur les efforts supplémentaires générés dans le géosynthétique.

Dans le comportement ultime, pour la modélisation "à la rupture", l'ensemble des couches situées au-dessus de la cavité s'effondre de façon monolithique à cause du probable comportement du type "fragile" des matériaux traités. Dans ce cas, la modélisation considère des surfaces de rupture verticales au sein des couches de chaussée. Le géosynthétique doit alors supporter la charge totale du remblai et de la surcharge, minorée par les frottements mobilisables sur les faces latérales du bloc.

Cette dernière hypothèse diffère de celle émise par le LIRIGM qui ne considère, compte tenu de la méconnaissance des mécanismes d'effondrement par poinçonnement, aucun frottement latéral sur les surfaces de rupture verticales, ce qui constitue une hypothèse de rupture "ultime". En revanche, le calcul analytique "RAFAEL" prend en compte le frottement latéral sur le cylindre de déformation conformément à la solution du problème de la trappe proposée par Terzaghi (1943).

On obtient des déplacements en surface et au niveau du géosynthétique de 3,3 cm avec le poids propre de la plate-forme et de 8,5 cm si on ajoute la surcharge routière. La tension de service T_{\max} dans le géosynthétique est de 65 kN/m, ce qui conduit alors à un coefficient de sécurité satisfaisant.

La modélisation prenant en compte un angle de frottement minoré ($\varphi = 15^\circ$) pour simuler la présence de géofilms de protection en PEHD conduit à une majoration des tassements de l'ordre de 50 %.

A noter que dans les deux modélisations numériques proposées, le dimensionnement est fait sur la base d'une rupture fragile du bloc de sol au-dessus de la cavité. Cette hypothèse conduit à une répartition non uniforme des contraintes verticales agissant sur le géosynthétique, ce qui n'est pas pris en considération dans la méthode de dimensionnement actuelle (RAFAEL). Ces deux approches numériques par éléments finis permettent de prendre en compte :

- les glissements et les frottements dans la zone d'ancrage (code LIRIGM),
- la répartition non imposée des contraintes verticales sur le géotextile (modélisation Scetauroute avec FLAC).

4. Le produit proposé : Le *Bidim Rock bi-module*

Pour répondre aux exigences vis-à-vis de la déflexion maximale de surface en service et d'une sécurité suffisante à long terme vis-à-vis de la rupture, une solution innovante et spécifique a été étudiée. C'est un géosynthétique de renforcement composite bi-module associant un géotextile support non-tissé aiguilleté avec des câbles de renforcement en aramide et des câbles en polypropylène de haute ténacité (figure 8). Cette solution a été mise au point grâce aux modélisations réalisées par l'université de Grenoble et par Scetauroute à l'aide de codes de calcul en éléments finis. Les performances du produit ont été testées et contrôlées par le CER de Rouen pour que le géotextile soit agréé par le maître d'œuvre.

Le produit se caractérise par deux zones distinctes sur la courbe effort-déformation (figure 9). Entre 0 et 4,5%, la résistance des câbles d'aramide s'ajoute à celle des fils de polypropylène, ce qui permet d'obtenir une forte raideur pour de faibles déformations. On peut noter que cette première partie de courbe est linéaire, montrant ainsi la sollicitation immédiate du géotextile. Au-delà de 5%, le produit retrouve les performances des câbles de polypropylène seuls et apporte la sécurité nécessaire vis-à-vis de la rupture ultime.



Figure 8. Géotextile de renforcement.

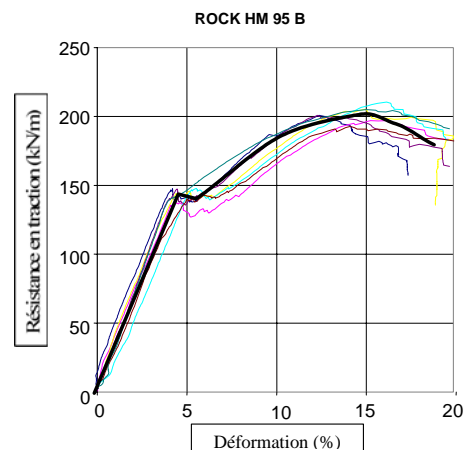


Figure 9. Courbe effort-déformation du géotextile de renforcement.

Par rapport à la résistance du premier pic et pour la charge correspondant au poids propre, le coefficient de sécurité est égal ou supérieur à 2,6, ce qui garantit le respect de la déflexion admissible en surface, en limitant la déformation du géotextile à 1,5%. Par rapport à la résistance ultime du géotextile et pour la charge maximale (poids propre+surcharge), le coefficient de sécurité est égal ou supérieur à 3,1 et considéré comme suffisant pour une durée de service inférieure à 1 an.

La figure 10 présente la mise en œuvre du renforcement.

Tableau I. Caractéristiques principales du géotextile de renforcement.

Résistance maximale au premier pic de traction	145 kN/m
Allongement au premier pic de traction	4,75%
Raideur au premier pic de traction (à 4,75 %)	3 052 kN/m
Résistance maximale au deuxième pic de traction	200 kN/m
Allongement au deuxième pic de traction	15%



Figure 10. Mise en place du géotextile de renforcement. Noter la mise en œuvre des deux nappes de géofilm pour la protection vis-à-vis des agressions chimiques.

5. Conclusions

L'intérêt de la solution de renforcement par géosynthétique des plates-formes au-dessus de cavités potentielles n'est plus à démontrer. Cette technique devenue majeure est appréciée techniquement et économiquement. Dans la connaissance du fonctionnement de ce type de renforcement, de grandes avancées ont été réalisées grâce aux expérimentations en vraie grandeur effectuées en 1997. Les nouvelles questions soulevées par le chantier de Meaux mériteraient des expérimentations complémentaires afin de préciser le phénomène physique qui se produit lors d'un effondrement sous une structure en sol traité qui présente un comportement rigide.

6. Références bibliographiques

- Blivet J.C., Khay M., Gourc J.P., Giraud H. (2001) Design considerations of geosynthetic for reinforced embankments subjected to localized subsidence. *Proceeding of the. Geosynthetics'2001. Conference, February 12-14, 2001, Portland, Oregon, USA, 741- 754.*
- Cundall P.A., Strack O.D.L. (1979) "A discrete numerical model for granular assemblies." *Géotechnique, 29(1), 47-65.*
- Terzaghi K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. J. Wiley and Sons, New York.
- Villard P., Giraud H. (1998) "Three-Dimensional modelling of the behaviour of geotextile sheets as membrane". *Textile Research Journal, Vol. 68, N° 11, November 1998, pp. 797-806.*
- Villard P., Gourc J.P., Blivet J.C. (2002) Prévention des risques d'effondrement de surface lies à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. *Revue Française de Géotechnique n° 99, 2^e trimestre 2002, 23-34.*